基于稳定蠕变模型的软土地层桩基位移理论解

于通[1],王颖轶[2],王荣勇[1],黄醒春[2]

(1. 上海城建市政工程集团有限公司,200065 上海;2. 上海交通大学船舶海洋与土木工程学院,200240 上海)

摘　要:基于软土地层稳定蠕变及承压桩桩基沉降位移特性,通过构建桩底土体虚拟柱状结构等效流变模型,建立桩基沉降位移时效特性叠加力学模型及其理论解。研究桩基承载模式及其与桩顶荷载的相关关系、相应承载模式下桩基沉降位移及其时效特性。结果表明,蠕变地层中的摩擦端承桩受土体的流变特性影响,桩基总位移呈现显著的时效特性且受土体的蠕变特性支配。工程实例分析验证了所建模型和理论方法在蠕变地层的适用性。该黏弹性理论解不仅可用于稳定蠕变地层桩基长时位移预测,并可方便地拓展应用于其他蠕变地层桩基失效问题计算。

关键词:流变地层;桩基承载模式;虚拟柱状结构;桩基位移叠加;黏弹性理论解

中图分类号:TU473　　**文献标志码:**A

Theoretical solution of pile foundation displacement based on stable creep model in soft soil layer

YU Tong[1],WANG Yingyi[2],WANG Rongyong[1],HUANG Xingchun[2]

(1. Shanghai Urban Construction Municipal Engineering (Group),Co.,Ltd.,200065 Shanghai,China;
2. School of Naval Architecture,Ocean and Civil Engineering,Shanghai Jiao Tong University,200240 Shanghai,China)

Abstract: The creep mechanical model of pile foundation is established based on the creep displacement of pile foundation and its equivalent time-dependent soil settlement theory. The bearing mode of pile foundation and its correlation with load on the top of pile,the settlement displacement and time-dependent characteristics of pile foundation under the corresponding bearing mode are studied. The results show that friction end bearing pile in creep stratum is affected by the rheological characteristics of soil,and total displacement of pile foundation presents significant time-dependent characteristics,which is dominated by the creep characteristics of soil. The applicability of model and theoretical method in creep formation is verified by the engineering examples. The viscoelastic theoretical solution can be used not only to predict long-term displacement of pile foundation in stable creep stratum,but also to calculate the failure of pile foundation in other creep stratum.

Key words:rheological strata;bearing mode of pile foundation;virtual columnar structure;pile foundation displacement superposition;viscoelastic theoretical solution

收稿日期:2021-11-18　　**修回日期:**2022-02-01
基金项目:上海隧道股份科研资助项目(No. SZ-WZJC-2017-01)
通信作者:王颖轶,副研究员。E-mail:wangyingyi@sjtu.edu.cn
引用格式:于通,王颖轶,王荣勇,等. 基于稳定蠕变模型的软土地层桩基位移理论解[J]. 应用力学学报,2022,39(4):690-697.
YU Tong,WANG Yingyi,WANG Rongyong,et al. Theoretical solution of pile foundation displacement based on stable creep model in soft soil layer[J]. Chinese journal of applied mechanics,2022,39(4):690-697.

在我国长三角等沿海地区,软土地层大多具有流变性,使得相应区域的桩基工程承载状态及其沉降位移特性十分复杂,尤其是桩基的工后沉降位移计算一直是困扰岩土工程领域的理论问题。对非稳定蠕变土体、高应力水平等承载条件下,桩基沉降位移的时效特性更加显著,会影响到桩基及建筑物整个生命周期的使用功能甚至安全性。长期以来,人们结合工程建设,多方面、多角度研究软土地层桩基的承载问题,包括桩基受力特征实验研究[1-3],结合工程建设开展系统研究[4-7],基于土体结构弹塑性模型的理论研究[8-9]以及基于黏弹塑性元件模型与FEM结合的研究[10-11]。以上研究大多在假设桩土作用下和桩基承载模式不变的状态下进行,相关模型没有考虑施工因素、环境因素变化的影响;桩底采用简化的弹塑性模型,无法反映桩底下部地层中荷载的衰减特性、土体蠕变特性及其随承载应力水平的变化;基于流变元件模型与FEM相结合的桩基受力和位移计算在实际工程中由于计算繁杂很难推广应用。对流变软土地层,桩底土体蠕变模型的建立、桩基沉降位移的时间依存性等理论研究及其长时位移预测方法等方面的研究成果与工程实际存在较大差异,难以满足工程设计和建设的需求。

本研究在文献[8-9]研究的基础上,充分考虑软土地层蠕变特性,建立符合工程结构特点的虚拟柱状结构等效模型,从而建立适用于稳定蠕变软土地层桩基沉降位移的理论解。并通过工程案例的分析,验证了相关理论方法的适用性。

1 流变地层桩基承载特性及其力学模型

1.1 软土地层桩基承载特性

以往研究表明[8],桩基承受的荷载自上而下克服桩侧阻力向下传递,存在3种可能承载模式:一是桩顶荷载 P 较小时,承载长度小于桩基长度,桩基未承载部分作为安全储备,使桩基具有较大的承载冗余量;二是随着荷载 P 增大,桩基承载长度相应增加,逐渐趋于桩基全长摩擦承载;三是当桩侧抗力无法平衡桩顶荷载时,桩侧桩底共同承载,形成典型的摩擦+端承桩承载模式。

实际工程中,桩基的承载模式与荷载值、桩基几何尺寸以及土体的物理力学特性相关,且受施工因素及环境因素影响。施工扰动、地下水位升降等可能导致土体的有效应力、内摩擦角、黏聚力的劣化,使桩侧抗力降低,无法满足桩侧摩擦阻力与桩顶荷载的平衡,使摩擦桩转变为摩擦+端承桩的承载模式。

考虑桩基荷载的传递特性,摩擦桩的沉降位移仅有桩体本身的压缩变形,由于设计中通常考虑桩体处于弹性变形阶段,因此摩擦桩仅有弹性位移。对摩擦端承桩,因荷载传递到桩底土体导致桩底产生沉降位移,位移模式受土体流变特性支配,往往呈现显著的蠕变时效特性。

1.2 基本假设

为便于建立力学模型和推导理论公式,作基本假定如下。

1)桩基表面受土体摩擦力和黏聚力作用且土体黏聚力和内摩擦角的时变性可以忽略不计。

2)土体强度服从摩尔-库伦强度准则。

3)基于工程设计计算特点,本研究主要关注全量应力和增量位移。

4)桩下土体具有黏弹性流变性质(既有瞬时弹性变形,又有长期蠕变)。

5)桩基承载条件下,桩底土体流变服从稳定蠕变模式。

1.3 力学模型及其适用性

考虑桩体变形位移与桩底沉降位移计算方法的相对独立性,构建蠕变地层桩基位移叠加模型如图1所示。其中:z 为桩基计算整体坐标系;s 为桩底平面为原点的虚拟结构局部一维坐标系;$\tau(z)$ 为桩侧抗力,由摩擦阻力和土体黏聚力组成;$\sigma_h(z)$ 为土体对桩周法向正应力;P 为桩顶外荷载;H 为桩长;$\tau(s)$ 为虚拟柱状结构周边抗力,由摩擦阻力和土体黏聚力组成;$\sigma_h(s)$ 为土体对虚拟柱状结构法向正应力;S_d 为虚拟柱状结构受载深度。

1.3.1 桩体压缩位移计算模型特点

考虑地层和桩基实际情况,将桩基和土体作相应简化处理:考虑工程中桩体要求在弹性状态下工作,将桩体材料处理为线弹性;土体处理为具有任意流变性的黏弹性介质;由于土体流变性与其强度特性指标无关,桩基接触部分土体忽略流变特性。

桩土接触与荷载传递方面,图1显示:任意深度 z,土体在竖向自重载荷作用下经横向变形产生的水平侧压力,作用于桩基并与土体黏聚力共同构成桩侧

抗力;桩顶荷载克服桩侧抗力自上而下传递,形成相应的桩体分布轴力;当桩长范围内土体的摩擦和黏聚抗力完全能够平衡桩顶荷载时,桩基呈现单纯的摩擦承载模式,反之桩顶荷载的一部分将传递给桩底土体(摩擦端承桩),此时桩底沉降位移特性主要取决于土体的物理力学性质。可见,图1所示的桩基位移叠加模型,反映了工程桩承载及沉降位移的力学特性。

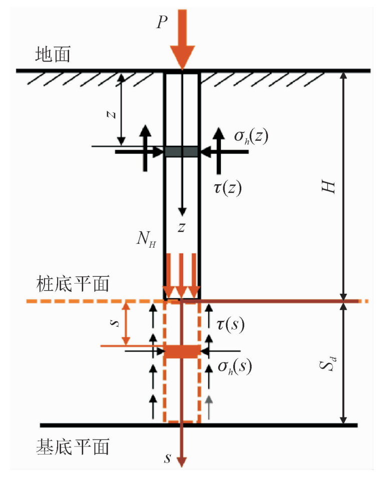


图1　桩基位移叠加模型

Fig. 1　Displacement superposition model of pile

1.3.2　黏弹性地基等效模型

设桩基底面对土体的作用力为 $N(x)$、桩基下部土体服从稳定蠕变黏弹性本构关系、桩基下部存在零位移水平面(简称基底平面),桩基沉降黏弹性力学模型如图2所示。图2中:E_C 为土体变形模量;E_1、E_2 为桩底土体的不同变形模量;η_1 为桩底下部土体黏性系数;其他参数意义同前。

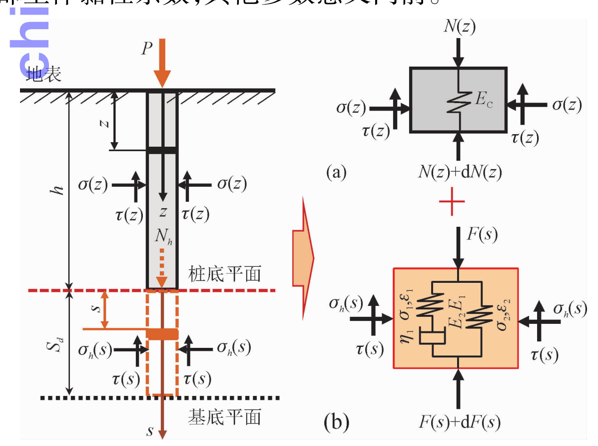


图2　基于虚拟柱状结构的桩基位移黏弹性模型

Fig. 2　Viscoelastic displacement model of pile foundation based on virtual column structure

图2(a)为桩体的弹性变形模式,图2(b)为桩底土体蠕变变形模式,两者的叠加(组合)可以有效描述桩基承载过程沉降位移的各种状态。

图2中黏弹性模型的建立过程未受任何假设条件约束,实际应用中可以根据工程地质条件采用任意组合元件模型,以便更好地模拟实际地层,取得更好的模拟计算效果。

1.3.3　模型的合理性

基于前述基本假设、模型表达形式等做模型合理性概要分析如下。

1)桩体按弹性本构关系的合理性:设计规范要求桩基结构应保持在峰值荷载作用下,处于弹性状态工作且具备足够的安全系数,桩基结构在建设和正常服役期内不会出现超越弹性的状态。

2)图2所示叠加模型的合理性:由于荷载传递作用,桩顶荷载先由桩体承担,超过桩侧摩擦抗力的剩余荷载再传递至桩底,由桩底土体承担。两者相互独立,符合叠加原理。

3)桩侧与土体作用处理的合理性:桩周土体因摩擦和黏聚力形成承载抗力,因土体内摩擦角和黏结力不随时间变化,桩侧与土体之间遵从弹塑性应力应变关系和摩尔-库伦强度准则。

4)稳定蠕变模型的合理性:迄今的实验研究表明,绝大多数流变土体在给定应力状态下,随时间增大,应变速度减小或逐渐趋于稳定;同时,大量工程结构的工后位移经历一定时间后逐渐趋于稳定。因此,可认为地层扰动位移服从稳定蠕变状态。

5)黏弹性地基等效模型中,采用虚拟地层柱状结构可以获得桩底下部地层基底坐标值(零扰动位移深度)。

2　桩基位移理论解

2.1　桩体轴向位移

流变性地层土体的应力应变关系具有时间依存特性,但其强度特性参数一般不考虑时变特性,土体对桩基的摩擦作用、静力平衡关系不存在时变特性。考虑土体为加权平均的各向同性介质,桩基在桩顶荷载 P、桩侧阻力和桩底反力的共同作用下,根据静力平衡并考虑边界条件,可推导出桩体任意深度 z 处的轴向内力为

$$N(z)=P-\pi D\left[\frac{\mu}{2(1-\mu)}\gamma\tan\varphi z^{2}+Cz\right] \qquad (1)$$

根据弹性理论,微分段 dz 的变形为

$$\mathrm{d}U(z)=-\frac{N(z)}{E_{C}A}\mathrm{d}z \qquad (2)$$

将式(1)代入式(2),得

$$\frac{dU(z)}{dz}=\frac{1}{E_CA}\left[\pi D\left(\frac{\mu}{2(1-\mu)}\gamma\tan\varphi z^2+Cz\right)-P\right] \quad (3)$$

解微分方程(3)得

$$U(z)=\frac{1}{E_CA}\left[\pi D\left(\frac{\mu}{6(1-\mu)}\gamma\tan\varphi z^3+\frac{1}{2}Cz^2\right)-Pz\right]+C_0 \quad (4)$$

设桩基零轴力断面深度[8]为 z_0。当 $z=z_0$，$U(z_0)=0$，则

$$C_0=-\frac{1}{E_CA}\left[\pi D\left(\frac{\mu}{6(1-\mu)}\gamma\tan\varphi z_0^3+\frac{1}{2}Cz_0^2\right)-Pz_0\right]$$

由式(4)得

$$U(z)=\frac{1}{E_CA}\left[\pi D\left(\frac{\mu}{6(1-\mu)}\gamma\tan\varphi(z^3-z_0^3)+\frac{1}{2}C(z^2-z_0^2)\right)-P(z-z_0)\right] \quad (5)$$

桩顶位移为

$$U_{\max}(z)\big|_{z=0}=\frac{1}{E_CA}\left[Pz_0-\pi D\left(\frac{\mu}{6(1-\mu)}\gamma\tan\varphi z_0^3+\frac{1}{2}Cz_0^2\right)\right] \quad (6)$$

2.2 桩底蠕变位移

2.2.1 基底深度 S_d 的计算

为便于计算，将桩底下部土体处理为各向同性均质体，取其工程地质勘测报告中土体参数厚度加权平均值为$\{\mu_d,\varphi_d,\gamma_d,C_d\}$。同时，取桩长范围内地层的加权平均容重为 γ_{av}，建立虚拟土体柱状结构基底深度 S_d 的计算方法如下。

$$\tau(s)=\frac{\mu_d}{1-\mu_d}(\gamma_{av}H+\gamma_d s)\tan\varphi_d+C_d \quad (7)$$

$$\frac{dF(s)}{ds}=-\frac{\pi D\mu_d}{1-\mu_d}[(\gamma_{av}H+\gamma_d s)\tan\varphi_d+C_d] \quad (8)$$

求解微分方程(8)并考虑 $s=0$，$F(0)=N_H$，$C_1=N_H$ 等边界条件

$$F(s)=N_H-\frac{\pi D\mu_d}{1-\mu_d}\left[\gamma_{av}H\tan\varphi_d s+\frac{1}{2}\gamma_d\tan\varphi_d s^2+C_d s\right] \quad (9)$$

令

$$\alpha_d=\frac{\pi D\mu_d}{2(1-\mu_d)}\gamma_d\tan\varphi_d,$$

$$\xi_d=\frac{\pi D\mu_d}{1-\mu_d}(\gamma_{av}H\tan\varphi_d+C_d)$$

并考虑基底条件 $F(S_d)=0$，式(9)可表达为

$$\alpha_d S_d^2+\xi_d S_d-N_H=0 \quad (10)$$

解方程(10)并考虑 S_d 的正定性，模型桩底土层受力深度计算公式为

$$S_d=\frac{-\xi_d+\sqrt{\xi_d^2+4\alpha_d N_H}}{2\alpha_d} \quad (11)$$

2.2.2 黏弹性模型选取

图 2 所示，黏弹性模型的建立不依赖于任意假定条件，本构模型可根据工程实际取任意符合工程地质和水文地质特性的黏弹性组合元件模型或现场试验建立的流变模型。不失一般性并考虑我国滨海地区大部分地层土体的土体流变特性，本研究选择既能反映地层弹性变形又能反映土体变形随时间渐趋稳定特性的 Poyting-Thomson 模型，模型元件结构如图 2 所示。

考虑模型的串并联关系，即

$$\begin{cases}\varepsilon=\varepsilon_1=\varepsilon_2\\ \sigma=\sigma_1+\sigma_2\end{cases}$$

根据原件模型基本方程

$$\sigma_1=\eta_1\varepsilon_1'-\frac{\eta_1}{E_1}\sigma_1' \quad (12)$$

$$\sigma_2=E_2\varepsilon_2 \quad (13)$$

合并式(12)和式(13)并整理得

$$\frac{E_1}{\eta_1}\sigma+\sigma'=(E_1+E_2)\varepsilon'+\frac{E_1E_2}{\eta_1}\varepsilon \quad (14)$$

对土体蠕变问题，$\sigma=\sigma_0$，$\sigma'=0$，式(14)可以表达为

$$\varepsilon'+\frac{E_1E_2}{\eta_1(E_1+E_2)}\varepsilon=\frac{E_1}{\eta_1(E_1+E_2)}\sigma_0 \quad (15)$$

解微分方程(15)得

$$\varepsilon=\frac{\sigma}{E_2}\left[1-\frac{E_1}{E_1+E_2}\exp\left(-\frac{E_1E_2}{(E_1+E_2)\eta_1}t\right)\right] \quad (16)$$

其中，E_1、E_2、η_1 等参数可由桩底土体蠕变试验确定。

令 $E_s(t)=\dfrac{E_2}{1-\dfrac{E_1}{E_1+E_2}\exp\left(-\dfrac{E_1E_2}{(E_1+E_2)\eta_1}t\right)}$，则式(16)可表达为

$$\varepsilon=\frac{\sigma}{E_s(t)} \quad (17)$$

2.2.3 桩底沉降位移基本解

取图 2 所示虚拟柱状结构的变形微元进行分析，可以得到静力平衡方程为

$$dF(s)=-L\tau(s)ds \quad (18)$$

其中：$F(s)$为虚拟柱状结构的轴力；L为虚拟柱状结构的截面周长。

再由虚拟柱状结构的位移方程

$$\frac{dU(s)}{ds}=-\frac{F(s)}{E_s(t)A_s} \tag{19}$$

其中：$U(s)$为虚拟柱状结构的沉降位移；A_s为虚拟柱状结构的截面面积。

对式(19)两边求导，并将式(18)代入，得到

$$\frac{d^2U(s)}{ds^2}=-\frac{L}{E_s(t)A_s}\tau(s) \tag{20}$$

考虑土体的强度参数不随时间变化，代入$\tau(s)=\frac{\mu_d}{1-\mu_d}(F_{sH}+\gamma_d s)\tan\varphi_d+C_d$并整理，式(20)可表达为

$$\frac{d^2U(s)}{ds^2}=-\frac{L}{E_s(t)A_s}\left[\frac{\mu_d}{1-\mu_d}(F_{sH}+\gamma_d s)\tan\varphi_d+C_d\right] \tag{21}$$

微分方程式(21)的通解为

$$U(s)=-\frac{L}{E_s(t)A_s}\left\{\frac{\mu_d\gamma_d\tan\varphi_d}{6(1-\mu_d)}s^3+\frac{1}{2}\left[\frac{\mu_d}{1-\mu_d}F_{sH}\tan\varphi_d+C_d\right]s^2\right\}+C_1 s+C_2 \tag{22}$$

令$\alpha=\frac{\mu_d\gamma_d\tan\varphi_d}{6(1-\mu_d)}$，$\beta=\frac{1}{2}\left[\frac{\mu_d}{1-\mu_d}F_{sH}\tan\varphi_d+C_d\right]$

则式(22)可表达为

$$U(s)=-\frac{L}{E_s(t)A_s}\{\alpha s^3+\beta s^2\}+C_1 s+C_2 \tag{23}$$

将式(23)代入式(19)，得到虚拟柱状结构的轴力为

$$F(s)=L(3\alpha s^2+2\beta s)-E_s(t)A_sC_1 \tag{24}$$

根据边界条件

$$U(S_d)=0, F(0)=N_H$$

由式(23)、式(24)解得

$$\begin{cases} C_1=-\dfrac{N_H}{E_s(t)A_s} \\ C_2=\dfrac{1}{E_s(t)A_s}[L(\alpha S_d^3+\beta S_d^2)+N_HS_d] \end{cases} \tag{25}$$

将C_1、C_2代入式(24)即可得到基于虚拟柱状结构的桩底沉降位移的黏弹性解。

2.3 桩基位移理论解

桩基及其下部土体承载过程中，总存在一个竖向作用力为零的平面(定义为中性面)，当中性面深度小于桩基长度时，桩基处于摩擦承载模式；反之，桩基处于摩擦与桩端共同承载模式。令式(1)中$N(z)=0$，解方程并考虑z_0值的正定性，中性断面的深度值为

$$z_0=\frac{-\pi DC+\sqrt{(\pi DC)^2+2\pi D\frac{\mu}{1-\mu}\gamma\tan\varphi P}}{\pi D\frac{\mu}{1-\mu}\gamma\tan\varphi} \tag{26}$$

根据上述研究结果，桩基的沉降位移可表达为

$$U(z)=\begin{cases} U_m(z)+U_d(s)|_{s=0} & z_0\geqslant H, 0\leqslant z\leqslant H \\ U_m(z) & z_0<H, 0\leqslant z\leqslant z_0 \\ 0 & z_0<H, z_0<z\leqslant H \end{cases} \tag{27}$$

其中：$U_m(z)$为桩体的变形；$U_d(s)$为桩底相对于下部土体的位移。

令$\xi=\pi D\frac{\mu}{6(1-\mu)}\gamma\tan\varphi$，$\eta_1=\frac{1}{2}\pi DC$，桩基竖向位移可以统一表达为

$$U(z)=\begin{cases} \dfrac{1}{E_CA}\left\{\xi(z^3-H^3)+\eta_1(z^2-H^2)-P(z-H)\right\}+\dfrac{1}{E_s(t)A_s}[L(\alpha S_d^3+\beta S_d^2)+N_HS_d] & z_0\geqslant H, 0\leqslant z\leqslant H \\ \dfrac{1}{E_CA}\left\{\xi(z^3-z_0^3)+\eta_1(z^2-z_0^2)-P(z-z_0)\right\} & z_0<H, 0\leqslant z\leqslant z_0 \\ 0 & z_0<H, z_0<z\leqslant H \end{cases} \tag{28}$$

桩基的最大沉降位移可表达为

$$U_{\max}(z)|_{z=0}=\begin{cases} \dfrac{1}{E_CA}\left(PH-\eta_mH^3-\xi_mH^2\right)+\dfrac{1}{E_s(t)A_s}\left[L\left(\alpha S_d^3+\beta S_d^2\right)+N_HS_d\right] & z_0\geqslant H \\ \dfrac{1}{E_CA}\left(Pz_0-\eta_mz_0^3-\xi_mz_0^2\right) & z_0<H \end{cases} \tag{29}$$

$U(s)$可依据式(23)和式(25)计算获得。

3 桩基沉降位移特性

3.1 不同承载模式下桩基沉降位移特性

3.1.1 计算参数

以混凝土桩基为例，设工程区域土体物理力学参数、桩基几何及材料特性参数如表 1 所示。

不失一般性，在上述桩基及土体参数不变的前提下取桩顶荷载 P = {3 000，4 500，6 000，7 500，9 000，10 500，12 000，13 500，15 000} kN，系统分析蠕变地层桩体形变位移及桩底土体位移时变特性。

3.1.2 桩基承载模式

由式(26)可得对应各荷载等级条件下，桩基零轴力深度 z_0 随荷载变化如表 2 所示。

表 2 数据显示，当桩顶荷载 $P<9\,000$ kN 时，z_0 小于桩基长度，桩基处于摩擦承载模式；反之，z_0 大于桩长，桩基处于摩擦与桩端共同承载模式。

表 1 土体及桩基参数

Tab. 1 Parameters of soil and pile foundation

土体	取值	桩基	取值
内摩擦角/(°)	15	直径/mm	900
黏结力/kPa	30	长度/m	76.6
泊松比	0.4	断面积/m^2	0.636 2
容重/(kN · m^{-3})	1.81	弹性模量/GPa	30
变形模量/MPa	10.0		

表 2 各荷载等级对应 z_0 值

Tab. 2 Corresponding z_0 of each load grade

名称	桩基荷载等级								
P/kN	3 000	4 500	6 000	7 500	9 000	10 500	12 000	13 500	15 000
z_0/m	30.390	43.060	54.644	65.382	75.437	84.923	93.928	102.518	110.746

3.1.3 位移特性分析

根据表 2 所示的计算结果，采用式(28)获得 $t=0$ 时桩基沉降位移分布如图 3 所示。根据桩基承受不同荷载时，其长度范围内瞬态弹性位移，结果显示：随桩顶荷载 P 增大，桩基形变位移沿深度为一族二次曲线；图中红色虚线为零位移线，施加初始荷载 $P=3\,000$ kN 时，零位移点位于 −28 m 深度(对应图中上部红色圆点)，随荷载增大，零位移深度增大，$P=9\,000$ kN 时，零位移深度等于桩体长度，桩基处于摩擦承载的极限状态；10 500 kN≤P≤15 000 kN，桩基转化为摩擦和桩端共同承载模式，且荷载越大位移越大。

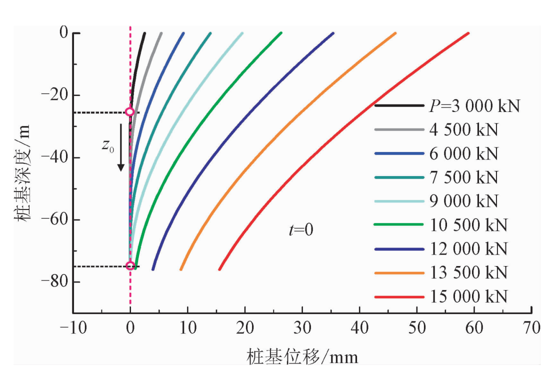


图 3 桩基初始瞬态位移深度分布

Fig. 3 Initial transient displacement depth distribution of pile foundation

3.2 桩基沉降位移时效特性

采用图 2 所示的计算模型，考虑各向同性地层，则模型中 $E_1=E_2=E_s$，式(17)的 $E_s(t)$ 可简化为

$$E_s(t)=\frac{2E_s}{2-\exp\left(-\frac{E_s}{2\eta_1}t\right)} \tag{30}$$

根据表 1 所示的土体和桩基的物理力学参数，通过式(28)得桩底土体位移随时间变化如图 4 所示。根据式(28)，当荷载 $P<9\,000$ kN 时，桩基处于摩擦承载模式，桩底土体的沉降位移为零。

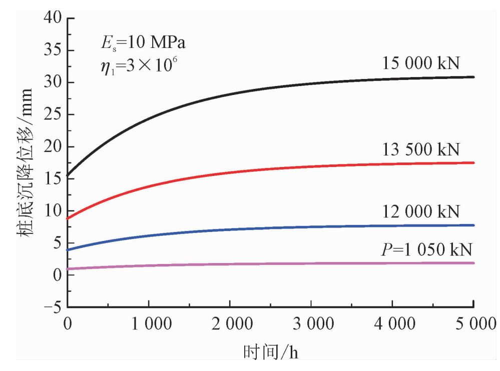


图 4 桩底位移时变特性

Fig. 4 Time-varying properties of pile bottom displacement

图 4 中仅给出了 $P>9\,000$ kN 的荷载条件下桩底沉降位移随时间变化。结果显示，桩基底部沉降

位移具有显著的时效特性。随时间增加，沉降位移呈负指数增大并逐渐趋于一个稳定值；同时，随荷载的增加，该沉降位移的时变特性更趋显著。

4 实例分析

4.1 案例概况及计算参数

以长三角地区软土地层某工程为例，基坑平面尺寸为375.5 m×38.1 m×57.3 m，坑底最低标高−16.074 m，采用明挖顺筑法施工。为便于计算分析，在不影响桩基沉降位移时效特性的前提下，将地层处理成2层层状异形土体。即桩底上部地层、桩底标高以下地层。分别取各层土体物理力学参数的加权平均值为计算参数如表3所示。

表3 土体参数

Tab. 3 Properties of soil

土层名称	平均厚度/m	ϕ/(°)	E_C/MPa	C/kPa	γ/(kN·m^{-3})
桩底上部地层	76.6	20.50	3.00	34.00	19.1
桩底下部地层	50	22.90	3.60	22.00	18.7

工程桩基为钻孔灌注桩，桩径900 mm，桩长60 m，设计成桩参数如表4所示。

表4 工程桩成桩参数概表

Tab. 4 Pile forming parameters of engineering pile

桩径/mm	地坪标高/m	桩长/m	混凝土强度	变形模量/GPa	充盈系数	桩端持力层
900	3.14	76.62	水下 C45	30	1.01	砂卵石层

模拟计算荷载 $P=\{0,2\,784,4\,176,5\,558,6\,960,8\,352,9\,744,11\,136,12\,528,13\,920\}$ kN。

4.2 结果比较分析

根据式(26)计算结果，当桩顶荷载 $P<9\,000$ kN时，z_0小于桩基长度，桩基处于摩擦承载模式；反之，z_0大于桩长，桩基处于摩擦与桩端共同承载模式。

对应荷载 $P=\{3\,000,4\,500,6\,000,7\,500,9\,000\}$ kN和 $P=\{10\,500,12\,000,13\,500,15\,000\}$ kN，桩基分别呈现摩擦承载状态、摩擦与桩端共同承载模式。摩擦承载状态下，桩基竖向位移与时间无关。简明起见，以 $P\geqslant10\,000$ kN为界，参照图4所示桩基位移时变特性，取 $t=\{0,1\,000,2\,000,3\,000,4\,000,5\,000\}$ h，计算桩基顶部最大位移并与现场试验结果比较，分析如图5所示。

图中的散点为桩基现场试验结果，蓝色粗实线为现场试验结果的算术平均值，棕色粗实线为 $t=0$ 时的理论结果，点线分别为对应 $t=\{1\,000,2\,000,3\,000,4\,000,5\,000\}$ h的蠕变影响下的桩顶位移预测计算结果。结果显示：$P\leqslant10\,000$ kN，桩基竖向位移仅有弹性位移，理论值与现场试桩结果高度吻合；分布规律方面，荷载取值范围内，理论计算所得分布曲线的斜率略高于试验结果平均分布曲线斜率；$P>10\,000$ kN，桩基位移等于弹性位移与蠕变位移的叠加，$0\leqslant t\leqslant1\,000$ h，蠕变位移显著且随荷载增大急剧增大，$t>1\,000$ h，随时间增加，蠕变位移增幅减小并逐渐趋于稳定。

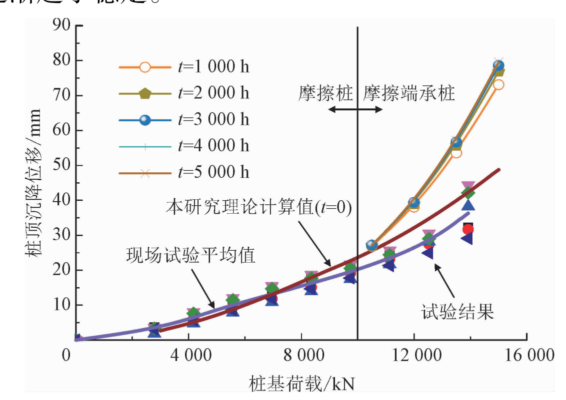


图5 试验结果比较及长时位移预测

Fig. 5 Comparison of test results and long time displacement prediction

通过式(29)分别计算得到各荷载条件下桩顶沉降位移随时间变化如图6所示。

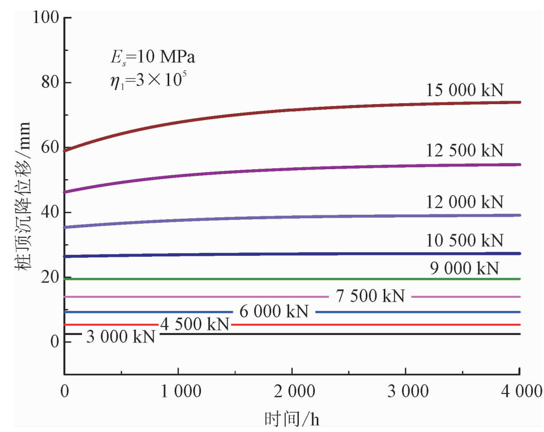


图6 不同荷载条件下桩顶沉降位移随时间变化

Fig. 6 Variation of pile top settlement displacement with time under different load conditions

结果显示：荷载区间[3 000,9 000] kN内，桩基摩擦承载，桩顶沉降位移与时间无关；[9 000,15 000] kN内，桩基处于摩擦与端部共同承载模式，

桩基顶部沉降位移与时间呈现非线性相关关系;当 $P \geqslant 12\,000$ kN,桩顶沉降位移具有明显的负指数型非线性时变特征。由于流变影响,桩基总体沉降位移随时间显著增加,对于流变性地层而言,桩基设计应以摩擦承载作为设计控制条件,确保桩基稳定和工程安全。

5 结 论

考虑流变性软土地层桩基工程特性,通过构建桩底土体虚拟柱状结构等效流变模型,建立了桩基沉降位移时效特性叠加力学模型及其理论解。研究结果表明:桩基承载模式随荷载增大存在摩擦承载模式、摩擦与桩端共同承载模式及其随荷载与环境条件逐步演化的动态关系;当桩基处于摩擦承载模式时,桩基沉降位移为桩体压缩瞬态弹性变形;当桩基承载处于摩擦与桩端共同承载模式,桩基总位移是桩体变形和桩底土体沉降位移的叠加,由于土体的流变特性,桩基总位移呈现显著的时效特性,荷载越大桩端承载效果以及桩端位移的时效性越显著。

参考文献:

[1] 许崧,阎长虹,许宝田. 砂土地层中桩基受力特征试验分析[J]. 工程地质学报,2013,21(4):577-582.
XU Song,YAN Changhong,XU Baotian. In-situ test and analysis on mechanical characteristics of piles in sands[J]. Journal of engineering geology,2013,21(4):577-582(in Chinese).

[2] 邓会元,戴国亮,龚维明,等. 不同平衡堆载条件下桩基承载特性的原位试验研究[J]. 岩土力学,2015,36(11):3063-3070.
DENG Huiyuan,DAI Guoliang,GONG Weiming,et al. In situ experimental study of bearing characteristics of pile foundation under different balanced surcharges[J]. Rock and soil mechanics,2015,36(11):3063-3070(in Chinese).

[3] 张乾青. 软土地基桩基受力性状和沉降特性试验与理论研究[D]. 杭州:浙江大学,2012.

[4] 徐庆国. 京沪高速铁路群桩基础沉降变形特性研究[D]. 长沙:中南大学,2013.

[5] TAN F Y,HU H B,LÜ W Z,et al. Study on bearing performance of mixed pile on saturated silty sand ground[J]. Japanese geotechnical society special publication,2015,1(6):41-46.

[6] GIANNOPOULOS K,ZDRAVKOVIC L,POTTS D. A numerical study on the effects of time on the axial load capacity of piles in soft clays[M]//Numerical Methods in Geotechnical Engineering. Boca Raton,USA:CRC Press,2000:595-600.

[7] ZHANG L P,SHEN Y B,WANG D D. Research on bored bearing characteristics in Xi'an[J]. MATEC web of conferences,2015,22(11):05025.

[8] 王荣勇,柳林齐,王颖轶,等. 基于虚拟柱状等效模型的桩基沉降位移计算方法[J]. 上海交通大学学报,2021,55(9):1126-1133.
WANG Rongyong,LIU Lingqi,WANG Yingyi,et al. Calculation method of pile foundation settlement displacement based on virtual column equivalent model[J]. Journal of Shanghai Jiao Tong University,2021,55(9):1126-1133(in Chinese).

[9] 柳林齐,王颖轶. 软土地层桩基承载模式及其施工因素的相关性[J]. 中国市政工程,2021(3):105-111,129-130.
LIU Linqi,WANG Yingyi. Bearing mode of pile foundation in soft soil layer & the correlation of its construction factors[J]. China municipal engineering,2021(3):105-111,129-130(in Chinese).

[10] 林心. 群桩基础流变效应分析[J]. 广东水利水电,2013(11):41-43.
LIN Xin. Analysis on rheological effect of pile group foundation[J]. Guangdong water resources and hydropower,2013(11):41-43(in Chinese).

[11] 冯胜洋. 深厚软土区段高速铁路桥梁桩基工后沉降特性研究[D]. 长沙:中南大学,2014.

(编辑 黄崇亚)